



FERROVIE EMILIA ROMAGNA

**Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore: adeguamento della progettazione definitiva e coordinamento per sicurezza in fase di progettazione per la realizzazione del completamento dell'interramento della tratta urbana di Bologna della Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore e Redazione del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica relativo al raddoppio del binario tra la fermata di Bologna-Via Larga e la stazione di Budrio (CIG 754332765C).**

## PROGETTO DEFINITIVO



### STUDI E INDAGINI

**GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA**

**RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA**

CARTELLA N° 2.1

FER BP D T0 GEO GEN R 003\_0

DATA	CODICE RELAZIONE	REV.
31-10-2019	FER BP D T0 GEO GEN R003	0

AGGIORNAMENTI						
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	Emissione Finale	31-10-2019	F. Carraro	Q.T. Thai Huynh	E. Casotto	V. Floria

Responsabile del progetto e dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche:

**Ing. Vincenza Floria**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di  
Torino, n. 8042  
(Firmato digitalmente)

Il Progettista:

**Ing. Enrico Casotto**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Padova, n. 5694  
(Firmato digitalmente)

Il Responsabile Unico del Procedimento:

**Ing. Fabrizio Maccari**  
(Firmato digitalmente)

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>2</b>
1.1	SCOPO DELLA RELAZIONE .....	2
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
2.1	DOCUMENTI DI PROGETTO .....	4
2.2	NORMATIVE .....	4
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	4
2.4	CRITERI PROGETTUALI .....	5
<b>3</b>	<b>ANALISI DEL RISCHIO IDRAULICO .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>IDROLOGIA E VERIFICHE IDRAULICHE .....</b>	<b>8</b>
4.1	CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA.....	8
4.2	VERIFICA A CONVOGLIAMENTO DI FOSSI E COLLETTORI .....	10
4.3	VERIFICA DEGLI ELEMENTI DI RACCOLTA (BOCCE DI LUPO).....	11
<b>5</b>	<b>DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA FERROVIARIA .....</b>	<b>12</b>
5.1	DRENAGGIO DEL TRATTO IN GALLERIA .....	12
5.2	DRENAGGIO DI PIATTAFORMA IN TRINCEA TRA DIAFRAMMI.....	13
5.3	IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO PER VASCHE DI AGGOTTAMENTO.....	15
5.3.1	Impianto di sollevamento tratta T1 .....	16
5.3.2	Impianto di sollevamento tratta T2 .....	17
5.4	DRENAGGIO DELLE FERMATE DI PROGETTO .....	18
<b>6</b>	<b>DRENAGGIO SUPERFICIALE .....</b>	<b>20</b>
6.1	DRENAGGIO DEL NUOVO PERCORSO CICLOPEDONALE.....	20
6.2	DRENAGGIO DELLE VIABILITÀ INTERFERITE .....	22
6.3	CANALETTE DI GUARDIA DELLE SEZIONI FERROVIARIE IN TRINCEA CONFINATA TRA DIAFRAMMI .....	24
6.4	DRENAGGIO DELLE SCARPATE DELLA TRINCEA APERTA.....	25

## 1 INTRODUZIONE

Il presente progetto definitivo, revisiona un precedente progetto definitivo del proseguimento dell'interramento della linea Bologna – Portomaggiore nella tratta tra la fermata Zanolini, già interrata, e la fermata Rimesse (Tratta T1), e l'interramento della fermata via Larga (Tratta T2). Questo intervento è necessario per eliminare il passaggio a livello di via Paolo Fabbri, di Via Libia e di via Rimesse per quanto riguarda la prima tratta e quello di via Cellini e di via Larga per la seconda.

Rispetto al progetto definitivo andato in Conferenza dei Servizi, questo propone, lungo la Tratta T1, un ulteriore abbassamento della fermata Libia di 1,5 metri, perché il Comune e la società HERA hanno richiesto che la condotta di Via Bentivogli non venisse spostata dalla posizione attuale. Mentre l'andamento altimetrico è stato cambiato, quello planimetrico rispetto al definitivo già esistente non è sostanzialmente variato. Riguardo alla Tratta T2 invece, le modifiche principali riguardano il nodo di via Cellini: per richiesta del Comune di Bologna, il P.L. che veniva semplicemente soppresso verrà sostituito da un'intersezione a raso mediante l'anticipo dell'inizio dell'interramento della tratta T2.

## 1.1 SCOPO DELLA RELAZIONE

La presente relazione illustra la progettazione del sistema di raccolta e collettamento delle acque meteoriche cadute al suolo sulla piattaforma ferroviaria e sulle zone di pertinenza all'area d'intervento, nell'ambito dell'adeguamento della progettazione definitiva dell'interramento ferroviario della linea Bologna Portomaggiore, lungo le tratte T1 (Zanolini-Rimesse) e T2 (Santa Rita-Via Larga).

Allo stato attuale, ad eccezione della rampa di risalita in uscita dalla Galleria Zanolini, le acque meteoriche della piattaforma ferroviaria non sono raccolte da un sistema di drenaggio strutturato e funzionale. Per lunghi tratti, infatti, mancano del tutto i fossi di guardia al piede del rilevato e in sommità della trincea. La loro sezione è probabilmente venuta a ridursi progressivamente nel tempo per la mancanza di operazioni periodiche di manutenzione, cosicché, attualmente, sono



**Figura 1.1: Inquadramento delle tratte ferroviarie oggetto di intervento.**

presenti solo alcuni relitti di fossato localizzati con discontinuità lungo il tratto in esame della ferrovia. Le acque meteoriche quindi scorrono liberamente sulle scarpate del rilevato della ferrovia e sul terreno adiacente secondo le linee di massima pendenza, venendo in parte convogliate verso la rete idrografica superficiale e in parte disperse nei primi strati del suolo.

Nella situazione di progetto, invece, le acque meteoriche dovranno essere raccolte dal nuovo sistema di drenaggio e collettamento che sarà sostanzialmente costituito:

- per il convogliamento delle acque meteoriche dei tratti in trincea (compreso il tratto in galleria fino alla vasca d'aggettamento della fermata di via Libia), sono state utilizzate canalette di piattaforma, manufatti in calcestruzzo con sezione rettangolare, altezza variabile e larghezza minima di 0,5 m;
- nei tratti in galleria artificiale e nei tratti di raccordo tra le rampe di risalita e l'infrastruttura ferroviaria esistente sono state utilizzate tubazioni di collettamento, manufatti in PEAD con sezione circolare del diametro minimo di 0,315 m;
- ove le aree esterne afferenti il sedime ferroviario sono risultate sufficientemente ridotte da consentirlo, per il drenaggio delle acque meteoriche superficiali è stato realizzato con trincee di ghiaia per il ripristino delle capacità di dispersione nel suolo delle acque dell'attuale sedime ferroviario (come richiesto anche in sede di conferenza dei servizi);
- nei tratti in cui un sistema a dispersione non ha fornito sufficienti garanzie sull'efficacia del drenaggio in relazione alle dimensioni delle aree esterne afferenti, si è optato per la posa di canalette prefabbricate con recapito nelle esistenti;
- il sistema di drenaggio delle opere di progetto è completato dall'adeguamento del sistema di smaltimento delle acque di piattaforma stradale delle viabilità interferite dalla ferrovia mediante il riassetto delle caditoie del sistema di drenaggio esistente dove si prevede solo il ripristino delle viabilità attuali e mediante la realizzazione di nuove linee di fognatura bianca a servizio delle nuove viabilità di progetto.

Il sistema di drenaggio così composto ha le caratteristiche di un sistema aperto, che non prevede di separare le acque meteoriche di piattaforma da quelle provenienti dalle zone poste in adiacenza al tracciato della ferrovia.

Il presente rapporto illustra le metodologie di calcolo utilizzate per il dimensionamento e la verifica di funzionamento dei manufatti che costituiscono la rete di drenaggio, con particolare riferimento alla determinazione della portata massima di progetto; il dimensionamento dei volumi di laminazione da ricavare nelle vasche di aggettamento a servizio dei tratti in trincea della ferrovia; la valutazione delle condizioni di deflusso per le canalette di piattaforma e per le tubazioni destinate alla raccolta e al convogliamento delle portate di deflusso. Si evidenzia che in termini di compatibilità idraulica, in ottemperanza alla prescrizione di CdS fornita da HERA S.p.A. e dal Comune di Bologna, per il massimo sovraccarico della rete esistente il dimensionamento delle opere di progetto si è svolto determinando i volumi necessari a garantire il corretto funzionamento del sistema di drenaggio ferroviario imponendo la massima portata  $Q_p = 20 \text{ l/s}$ , recapitata nei collettori fognari di via Libia e via Scandellara.



## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 DOCUMENTI DI PROGETTO

<b>CARTELLA N 2.1 GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA</b>		
FER_BP_D	T0_GEO_GEN_R_003	RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA
FER_BP_D	T0_GEO_GEN_S_007	CARTA DEL RISCHIO IDRAULICO
<b>CARTELLA N 3.1 OPERE CIVILI: TRACCIATO, GALLERIE E TRINCEE DI LINEA E MANUFATTI</b>		
FER_BP_D	T0_IDR_GEN_S_001	DRENAGGIO DI PIATTAFORMA – SEZIONI E PARTICOLARI
FER_BP_D	T1_IDR_GEN_S_001	TRATTA ZANOLINI / FERMATA RIMESSE - DRENAGGIO PIATTAFORMA - PLANIMETRIA
FER_BP_D	T2_IDR_GEN_S_001	TRATTA VIA CELLINI / VIA LARGA - DRENAGGIO PIATTAFORMA - PLANIMETRIA
<b>CARTELLA N 3.1 OPERE CIVILI: FERMATE</b>		
FER_BP_D	T1_IDR_FLI_S_001	FERMATI VIA LIBIA - DRENAGGIO ACCESSI E BANCHINA FERROVIARIO - PLANIMETRIA
FER_BP_D	T1_IDR_FRI_S_001	FERMATI VIA RIMESSE - DRENAGGIO ACCESSI E BANCHINA FERROVIARIO - PLANIMETRIA
FER_BP_D	T2_IDR_FLA_S_001	FERMATI VIA LARGA - DRENAGGIO ACCESSI E BANCHINA FERROVIARIO - PLANIMETRIA
<b>CARTELLA N 5.1 VIABILITA' E SISTEMAZIONE URBANA</b>		
FER_BP_D	T1_IDR_GEN_S_002	DRENAGGIO SUPERFICIALE - PLANIMETRIA T1
FER_BP_D	T2_IDR_GEN_S_002	DRENAGGIO SUPERFICIALE - PLANIMETRIA T2
FER_BP_D	T0_IDR_GEN_S_002	DRENAGGIO SUPERFICIALE - SEZIONI E PARTICOLARI

### 2.2 NORMATIVE

Delibera 1/3 del 05/03/2014 dell'Assessorato Sicurezza Territoriale, Difesa Suolo e Costa, Protezione Civile della Regione Emilia-Romagna. *Linee guida per la progettazione de sistemi di raccolta delle acque piovane per il controllo degli apporti nelle reti idrografiche di pianura.*

### 2.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Gruppo HERA S.p.A., *Linee guida per la progettazione di Reti Fognarie*, Specifica Tecnica, Rev. 3.0, 2010. (In accordo a quanto concordato durante l'incontro con il personale tecnico di HERA, si fa riferimento alla specifica tecnica dell'ente nella versione 3.0, per la presenza di refusi nel calcolo delle precipitazioni nella documentazione successiva).

## 2.4 CRITERI PROGETTUALI

La scelta dei tempi di ritorno di riferimento nella progettazione corrisponde a quanto prescritto dalle normative vigenti, in particolare alle norme R.F.I., riportate in Figura 2.1.

Di conseguenza, i tempi di ritorno di riferimento scelti nella progettazione sono i seguenti:

- Opere di drenaggio della piattaforma ferroviaria  $Tr = 100$  anni
- Opere di drenaggio sistemazioni superficiali  $Tr = 25$  anni
- Fossi di guardia ferroviari  $Tr = 100$  anni

Si evidenzia che nel caso in esame il dimensionamento degli impianti di sollevamento risulta essere vincolato ai limiti di recapito in fognatura, imposti dal Comune di Bologna e da HERA S.p.A. in sede di conferenza dei servizi. Pertanto, il dimensionamento in termine volumetrico delle vasche di aggrottamento è stato realizzato fissando la portata in uscita e calcolando in ingresso una portata riferita alla piattaforma ferroviaria, ovvero relativa ad un  $Tr = 100$  anni. In tal modo, le vasche di aggrottamento hanno la duplice funzione di garantire il corretto funzionamento degli impianti di sollevamento e di accumulare i volumi necessari alla laminazione delle portate.

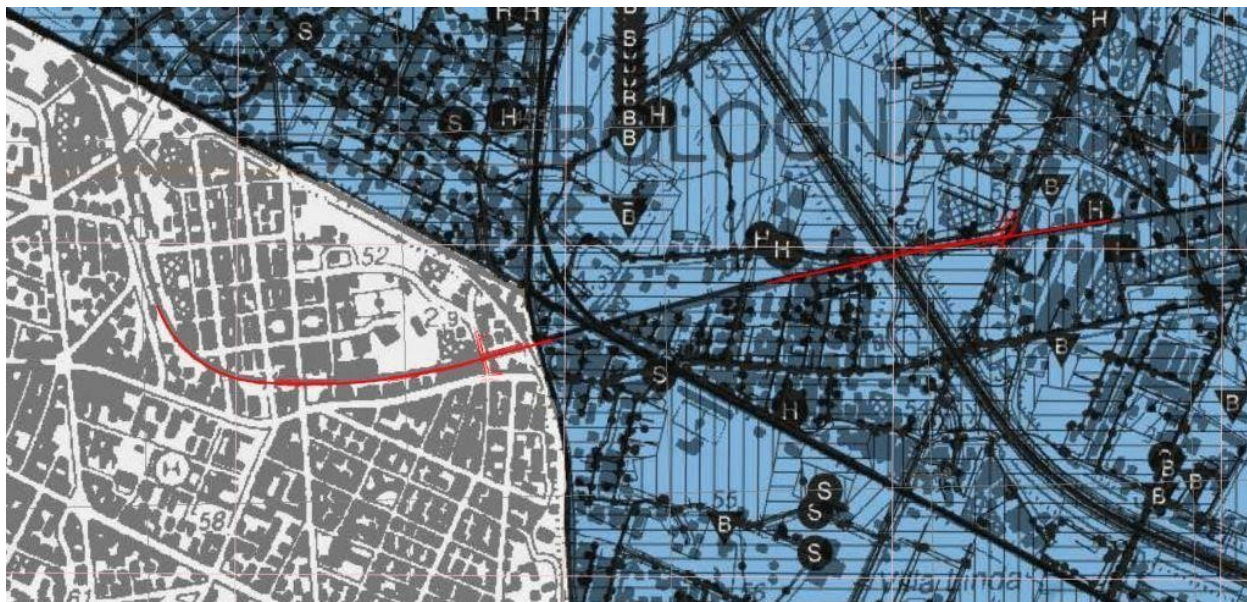
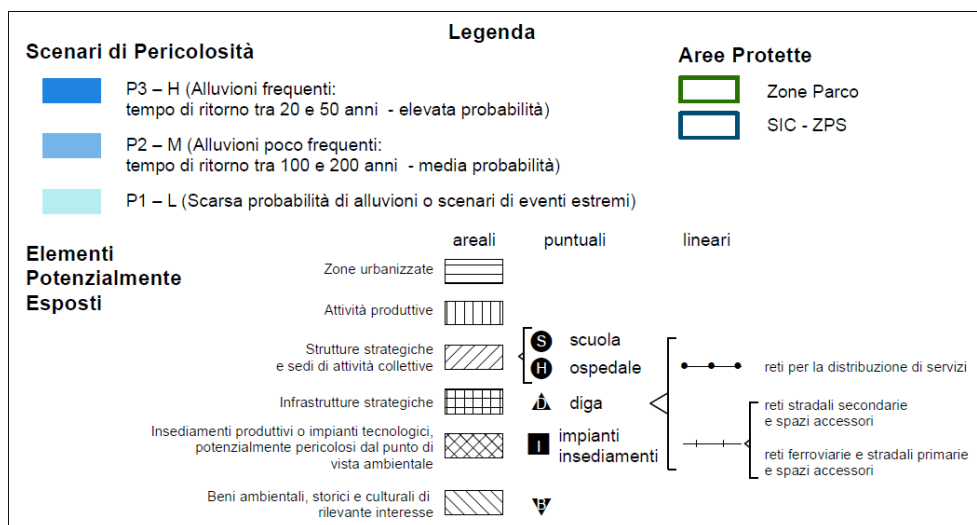
Tempo di ritorno		Norme R.F.I.
Sulla base dei dati idrometrici ovvero dello studio idrologico, ad ogni tipo di manufatto idraulico verranno associati i seguenti tempi di ritorno $Tr$ :		
a) Drenaggio della piattaforma (cunette, tubazioni.....):		
linea ferroviaria	$Tr = 100$ anni	
deviazioni stradali	$Tr = 25$ anni	
b) Fossi di guardia:		
linea ferroviaria	$Tr = 100$ anni	
deviazioni stradali	$Tr = 25$ anni	
c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):		
linea ferroviaria	$Tr = 300$ anni	per $S \geq 10 \text{ Km}^2$ .
linea ferroviaria	$Tr = 200$ anni	per $S < 10 \text{ Km}^2$ (essendo $S$ la superficie del bacino)
deviazioni stradali	$Tr = 200$ anni	
d) Inalveamenti:		
tratti a monte e a valle della linea ferroviaria	$Tr = 300$ anni	per $S \geq 10 \text{ Km}^2$ .
tratti a monte e a valle della linea ferroviaria	$Tr = 200$ anni	per $S < 10 \text{ Km}^2$ .
e) Impianti di sollevamento:		
	$Tr = 25$ anni	

**Figura 2.1: Estratto del manuale R.F.I. riportante i criteri di scelta del tempo di ritorno per il dimensionamento delle opere di progetto.**

### 3 ANALISI DEL RISCHIO IDRAULICO

Per la valutazione della pericolosità idraulica cui è soggetta l'area d'intervento sono stati consultati gli studi idraulici disponibili sul rischio idraulico del territorio ed in particolare il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA).

In Figura 3.1 è rappresentata la mappa del rischio idraulico, in cui le opere di progetto sono rappresentate in rosso, mentre le diverse aree di rischio e gli elementi sensibili ad esso esposti sono rappresentati secondo la legenda:



**Figura 3.1: Mappa della pericolosità di alluvioni e degli elementi potenzialmente esposti (PGRA Regione Emilia-Romagna).**



Come illustrato in Figura 3.1, il contesto in cui si andrà a realizzare l'opera si differenzia per quanto riguarda le tratte T1 e T2.

- La tratta T1, compresa tra l'esistente galleria Zanolini e la fermata di via Rimesse, è situata in un'area in cui non si evidenziano particolari criticità idrauliche, pertanto non sarà necessario adottare speciali misure di salvaguardia idraulica dell'opera.
- La tratta T2, al contrario, sarà realizzata in un'area soggetta ad un rischio idraulico medio, caratterizzato da potenziali eventi alluvionali con tempo di ritorno dell'ordine dei 100 e 200 anni. Al fine di garantire una separazione tra le aree esterne alla ferrovia e quelle relative alla piattaforma (afferente alla vasca di aggettamento di linea), è stato imposto che la quota di coronamento delle strutture di contenimento della trincea fosse superiore di almeno 30 cm rispetto al punto più alto del piano campagna circostante.

Si ricorda che, in entrambi i casi il calcolo dei volumi d'invaso garantiti all'interno delle vasche di aggettamento sono stati determinati per precipitazioni relative a  $T_r = 100$  anni, con un ulteriore franco di sicurezza (come da buona prassi progettuale) volto a prevenire l'allagamento della linea anche in caso di eventi più gravosi di quelli considerati in fase di dimensionamento.

Per quanto concerne la scelta della quota di coronamento delle strutture perimetrali della tratta T02, non avendo evidenza dalle mappe degli Enti Locali di aree allagabili associate ad eventi caratterizzati da tempi di ritorno inferiori ai 100 anni, si ritiene che un franco idraulico di 30 cm sia in grado di assicurare adeguata protezione alle opere di progetto per tutti gli eventi meteorici conformi ai parametri di dimensionamento tipici delle ferrovie.

## 4 IDROLOGIA E VERIFICHE IDRAULICHE

Per il dimensionamento e la verifica di funzionamento degli elementi di drenaggio di piattaforma e convogliamento che costituiscono il sistema di smaltimento delle acque meteoriche, si sono determinati i valori della portata massima di progetto utilizzando il metodo cinematico che consente di calcolare, a partire dalle precipitazioni, gli idrogrammi di piena di un bacino idrografico con la relativa portata al colmo. In particolare, con tale metodo è possibile calcolare piene ipotetiche, partendo da piogge di durata variabile e con diversa criticità in termini statistico-probabilistici.

### 4.1 CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

In rapporto agli scopi della presente indagine ed in accordo al parere di HERA rilasciato in conferenza dei servizi, per la generazione degli eventi di piena sintetici a partire dalle precipitazioni, si utilizzano le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica riportate nelle *“Linee guida per la progettazione di Reti Fognarie”* calcolati sulla base delle registrazioni di eventi meteorici effettuate dal Servizio Idro-Meteo-Clima dell'A.R.P.A. Emilia Romagna nel periodo 1934 – 2007 per la zona di Bologna. Si tratta di curve che consentono di calcolare, per ciascun tempo di ritorno, l'altezza di precipitazione  $h$  [mm] a partire dalla durata  $\tau$  [ore] dell'evento meteorico:

$$h = a \cdot \tau^n \quad (1)$$

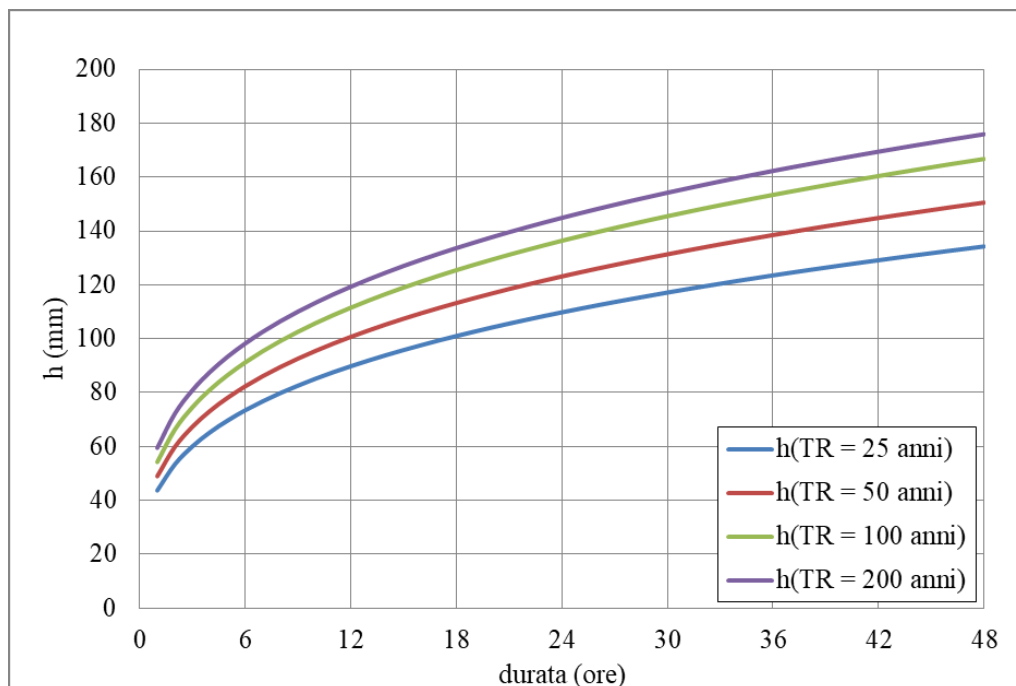
I parametri  $a$  [mm · ore<sup>n</sup>] ed  $n$  utilizzati per il dimensionamento delle opere idrauliche sono riportati in Tabella 4.1 e Tabella 4.2, in funzione del Tempo di Ritorno  $TR = 25, 50, 100$  e  $200$  anni, rispettivamente per gli scrosci di pioggia ( $\tau < 1$  ora) e per le precipitazioni della durata superiore all'ora. Per tali parametri le curve di pioggia risultanti sono quindi illustrate rispettivamente in Figura 4.1 e Figura 4.2.

**Tabella 4.1: Parametri delle curve di possibilità pluviometrica per precipitazioni di durata inferiore all'ora (scrosci)**

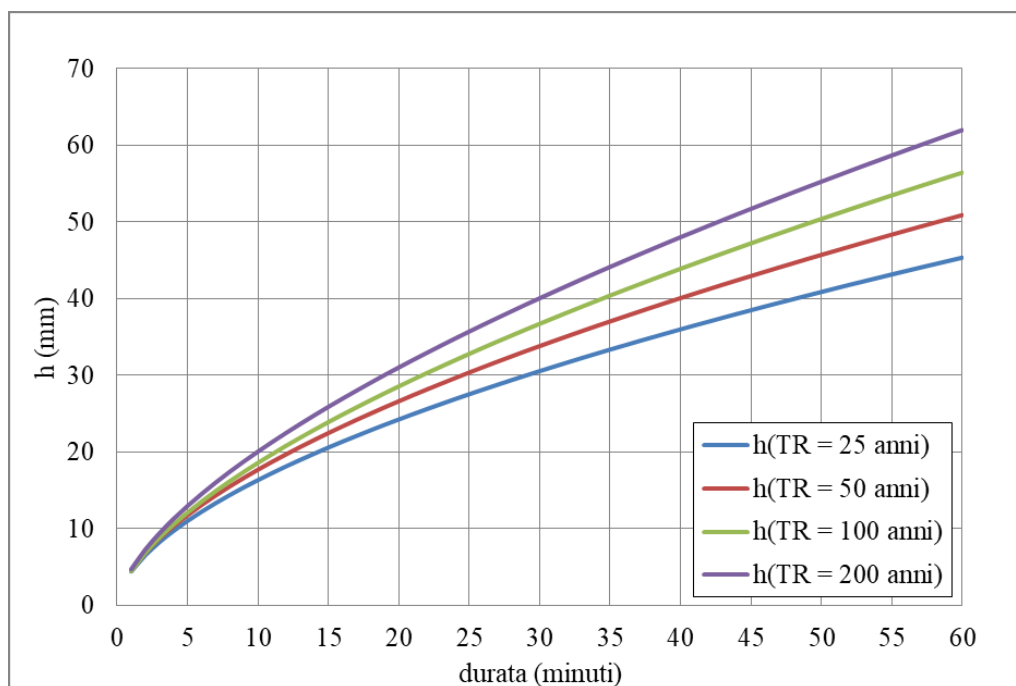
$\tau < 1 \text{ ora}$	TR = 25 anni	TR = 50 anni	TR = 100 anni	TR = 200 anni
a	45.36	50.91	56.45	62.00
n	0.57	0.59	0.62	0.63

**Tabella 4.2: Parametri delle curve di possibilità pluviometrica per precipitazioni di durata superiore all'ora.**

$\tau > 1 \text{ ora}$	TR = 25 anni	TR = 50 anni	TR = 100 anni	TR = 200 anni
a	43.69	48.99	54.26	59.50
n	0.29	0.29	0.29	0.28



**Figura 4.1: curve di possibilità pluviometrica per le precipitazioni con durata superiore ad un ora.**



**Figura 4.2: curve di possibilità pluviometrica per le precipitazioni di durata inferiore ad un ora.**

## 4.2 VERIFICA A CONVOGLIAMENTO DI FOSSI E COLLETTORI

L'espressione classica dei deflussi verso la rete di drenaggio è rappresentata dalla relazione:

$$Q = \varphi \cdot j \cdot S \quad (2)$$

dove la portata  $Q$  è il prodotto dell'intensità di pioggia  $j = h/t$ , della superficie  $S$  del bacino affluente e del coefficiente di deflusso  $\varphi$  che rappresenta il rapporto fra l'afflusso meteorico e l'effettivo recapito ai dispositivi di prima raccolta.

Per i valori del coefficiente di deflusso si prendono come riferimento i valori presenti nella sopracitata specifica tecnica di HERA S.p.A.:

– Superfici impermeabili:	strade asfaltate	$\varphi = 1,00$
– Superfici semipermeabili:	grigliato drenante	$\varphi = 0,60$
– Superfici permeabili:	aree verdi	$\varphi = 0,30$
	aree agricole	$\varphi = 0,10$

La portata massima al colmo di piena si ottiene normalmente per piogge di durata pari al *tempo di corrvazione*  $t_c$  (ponendo dunque  $t = t_c$ ). Il tempo  $t_c$  può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete di drenaggio fino alla sezione di chiusura considerata; in particolare  $t_c$  può essere visto come la somma di due contributi:

$$t_c = t_a + t_r \quad (3)$$

dove  $t_a$  è il *tempo di accesso* alla rete, mentre  $t_r$  è il *tempo di rete*.

Il tempo di accesso alla rete  $t_a$  è stato assunto sempre pari a 5 minuti, mentre il tempo di rete  $t_r$  risulta dalla somma dei tempi di percorrenza di ogni singola canalizzazione, seguendo il percorso più lungo della rete di drenaggio considerata. Pertanto  $t_r$  sarà dato da:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{Ui}} \quad (4)$$

essendo  $V_{Ui}$  la velocità di moto uniforme nelle singole canalizzazioni ed  $L_i$  la lunghezza delle stesse.

Tramite le (3) e (4) è possibile determinare i valori di riferimento del tempo di corrvazione per i diversi tratti di canalizzazione. Per la verifica idraulica delle canalizzazioni si confronterà il massimo afflusso con la capacità di portata valutabile, con approssimazione accettabile, mediante la formula di Gauckler-Strickler (moto uniforme):

$$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad (5)$$

dove  $Q$  ( $m^3/s$ ) è la portata,  $A$  ( $m^2$ ) l'area della sezione bagnata,  $K_s$  ( $m^{1/3}/s$ ) è il coefficiente di scabrezza (pari rispettivamente a: 90 per le tubazioni in materiale plastico; 70 per gli elementi prefabbricati in cls; 60 per collettori in cls gettato in opera (valore cautelativo rispetto a  $67 m^{1/3}s^{-1}$ , suggerito dal manuale RFI); 30 per i canali in terra inerbita),  $R_h$  ( $m$ ) è il raggio idraulico (rapporto fra area e perimetro bagnato), ed  $i$  è la pendenza del fondo.



In accordo con le ultime direttive in termini di verifica a moto uniforme degli elementi di collettamento, la verifica ha esito positivo se il tirante di moto uniforme, calcolato dall'inversione numerica dell'Eq. (5), è tale per cui:

- la condotta ha riempimento inferiore o uguale al 50 %, per condotte con diametro interno minore di 500 mm;
- la canaletta, il fosso o la condotta (con diametro interno pari ad almeno 500 mm) ha un riempimento inferiore o uguale al 70%.

#### 4.3 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DI RACCOLTA (BOCCHHE DI LUPO)

Per il dimensionamento degli interassi delle caditoie a bocca di lupo per la raccolta delle acque di piattaforma ferroviaria è stata confrontata la portata che defluisce a stramazzo nella bocca di lupo con quella meteorica ricadente su un tratto di ferrovia pari all'interasse di progetto. Quest'ultima è facilmente ricavabile dall'Eq. (2), andando ad esplicitare il calcolo dell'area affluente come composta dalla larghezza della sezione ferroviaria  $B$  che nel caso più gravoso è pari a 6.9 m e dall'interasse  $L$  oggetto di calcolo. Assumendo un tempo di accesso alla rete pari a 5 minuti, facendo riferimento ad un  $T_r = 100$  anni l'intensità di pioggia massima risulta circa pari a  $j = 2.6$  mm/minuto. Sostituendo questi dati nell'Eq. (2), assumendo un coefficiente di deflusso unitario, si ottiene:

$$\frac{Q}{L} = 0.3 \left[ \frac{l}{s \cdot m} \right] \quad (6)$$

Date le dimensioni della singola bocca di lupo pari a  $b = 0.15 \text{ m} \times h = 0.1 \text{ m}$ , con un funzionamento a stramazzo con un tirante sulla soglia pari all'70% della luce libera verticale si ottiene che la massima portata raccolta dalla singola caditoia risulta:

$$Q = C_q \cdot b \cdot 0.7h \cdot \sqrt{2g \cdot 0.7h} \cdot 1000 = 4.7 \text{ l/s} \quad (7)$$

Sostituendo l'Eq. (7) nella (6) e considerando cautelativamente  $C_q = 0.385$  (stramazzo in parete grossa), si ottiene che l'interasse massimo ammissibile di progetto è pari a:

$$L = \frac{4.7}{0.3} = 15.9 \text{ m} \quad (8)$$

A favore di sicurezza, nei tratti di ferrovia al di fuori della galleria artificiale, l'interasse massimo adottato per la posa delle bocche di lupo di linea sarà pari a 12 m.

Per quanto concerne invece il tratto in galleria artificiale, si nota che la capacità di scarico delle singole bocche di lupo è sufficiente a drenare la portata di un idrante dell'impianto antincendio (pari a 3.33 l/s); pertanto si dispone la posa delle bocche di lupo ad interasse di 15 m con ampio margine di sicurezza.

## 5 DRENAGGIO DELLA PIATTAFORMA FERROVIARIA

### 5.1 DRENAGGIO DEL TRATTO IN GALLERIA

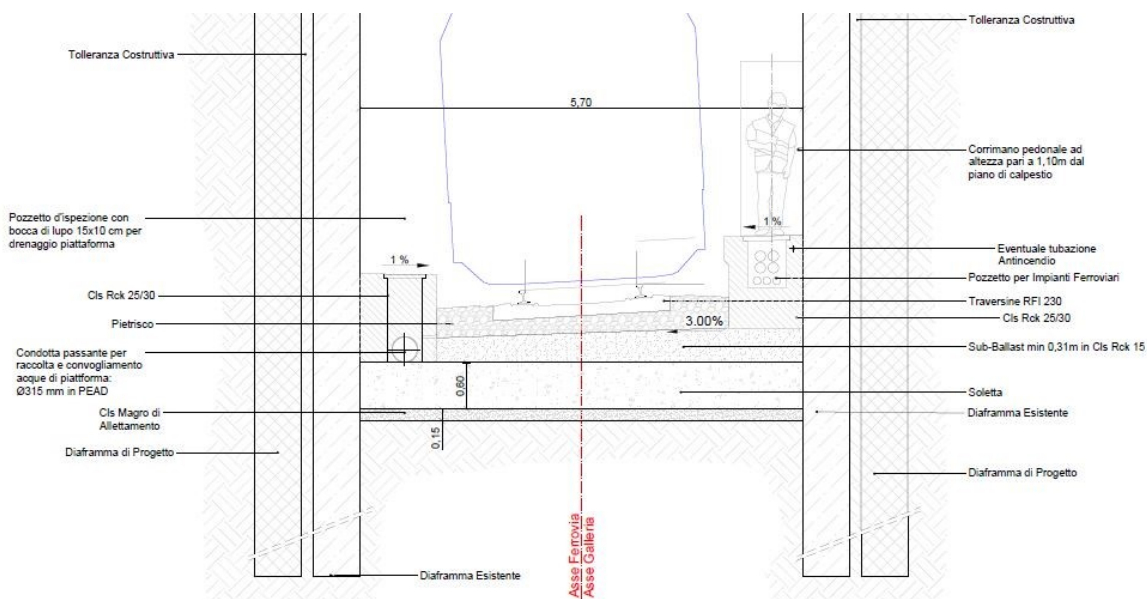
Nel tratto in galleria, dalla galleria Zanolini alla fermata di via Libia, il drenaggio di piattaforma ha lo scopo di garantire la raccolta ed il convogliamento delle acque ricadenti sul tracciato ferroviario da eventuali aperture di areazione e/o per percolazione all'interno del corpo della galleria. Inoltre, il sistema di drenaggio ferroviario dovrà essere in grado anche di drenare la portata d'acqua dovuta alla messa in funzione dell'impianto antincendio.

In Figura 5.1 è illustrata la sezione tipo adottata in galleria: il drenaggio di piattaforma viene assicurato da degli appositi pozzetti con bocca di lupo, inseriti nel corpo dei marciapiedi laterali con un interasse di 20 m. Le acque raccolte dalle bocche di lupo vengono quindi convogliate in due collettori passanti, DN315 in PEAD, che recapitano nella vasca di aggettamento della fermata di via Libia. I collettori in questione hanno pendenza solidale a quella del tracciato ferroviario, con pendenza minima pari allo 0.2%.

Non sapendo se il sistema debba raccogliere eventuali altri apporti provenienti dalla fermata Zanolini, cautelativamente è stato scelto di assumere come portata massima  $Q = 20 \text{ l/s}$ . In Tabella 5.1 è riportata la verifica dei collettori di progetto in accordo all'Eq. (5).

**Tabella 5.1: Verifica del collettore del tratto in galleria.**

DIMENSIONAMENTO COLLETTORE IN GALLERIA									
CODICE	Collettori		D (m)	L (m)	i (%)	Q	$h_0$	$\frac{h_0}{D}$	v
	PK in	PK fine				m³/s	m		m/s
HCC001	2+084	2+461	0.315	402	0.20%	0.020	0.131	44%	0.674



**Figura 5.1: Sezione tipo drenaggio in galleria artificiale.**

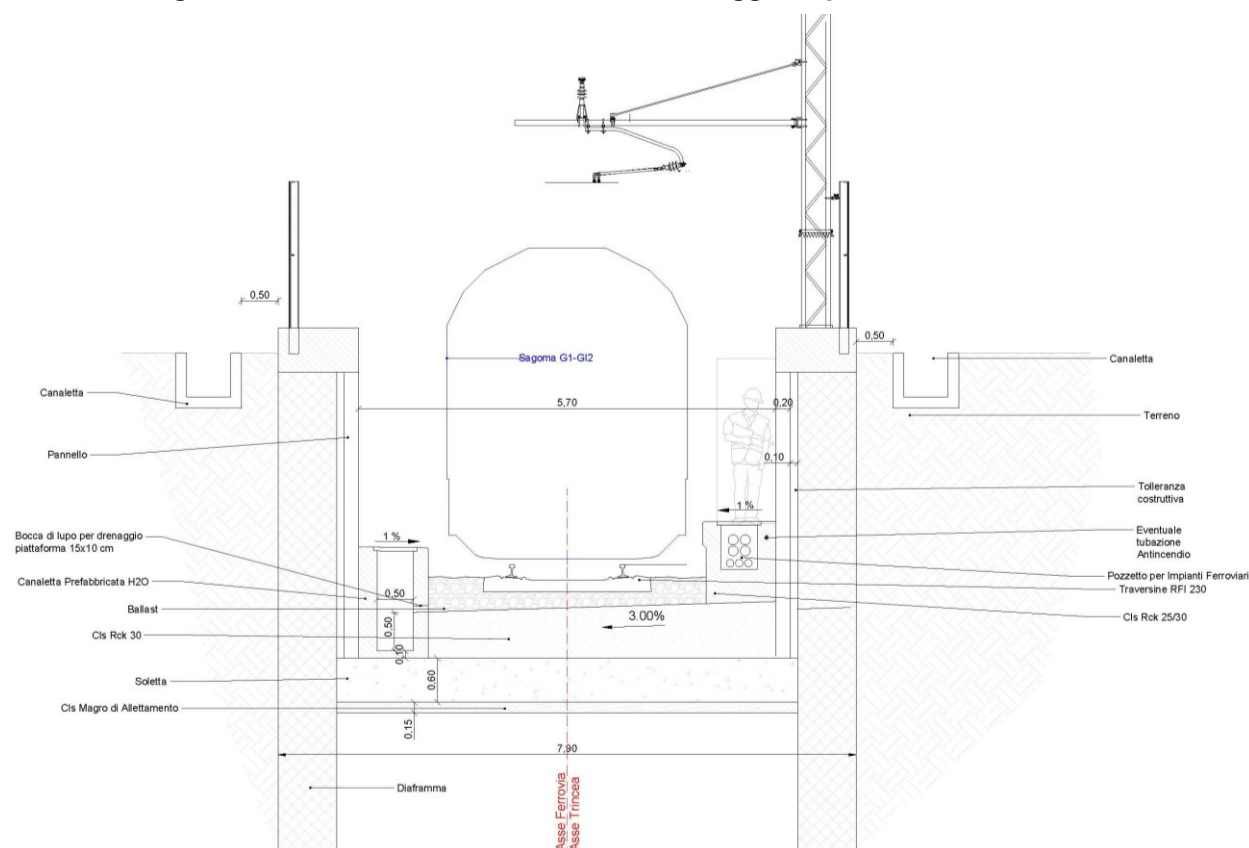
## 5.2 DRENAGGIO DI PIATTAFORMA IN TRINCEA TRA DIAFRAMMI

Nei tratti in trincea, il drenaggio di piattaforma è effettuato mediante una canaletta in cls gettato in opera di dimensioni variabili o attraverso collettori passanti e pozzetti con bocche di lupo, a seconda delle caratteristiche del tratto ferroviario considerato. La configurazione dei tubi passanti è analoga a quanto previsto per il tratto in galleria (Figura 5.1), mentre in Figura 5.2 e Figura 5.3 è illustrato lo schema di drenaggio con canaletta gettata e con bocca di lupo

La canaletta gettata in opera si prevede sia coperta tramite apposite beole calpestabili realizzate in cls, amovibili per garantire l'accesso a piano di scorrimento per futura manutenzione. La canaletta gettata è stata considerata solidale alle opere ferroviarie, assumendo per lo scorri-



**Figura 5.2: Particolare della canaletta di drenaggio di piattaforma ferroviaria.**



**Figura 5.3: Sezione tipo drenaggio in trincea tra diaframmi.**

mento la medesima pendenza del tracciato ferroviario.

In Tabella 5.2 e Tabella 5.3 si riportano le verifiche a convogliamento, rispettivamente delle canalette e dei collettori, per il drenaggio della piattaforma ferroviaria, in accordo alla metodologia esposta nel paragrafo 4.2.

**Tabella 5.2: Verifica delle canalette per il drenaggio di piattaforma ferroviaria.**

DIMENSIONAMENTO CANALETTE FERROVIARIE																
Codice	PK in	PK fine	Caratteristiche Geometriche						Sup. Dren. (m <sup>2</sup> )	φ med.	tc	j	Q	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{h}$	v
			B (m)	h (m)	L (m)	i <sub>min</sub> (%)	Z <sub>i</sub>	Z <sub>f</sub>			min.	m/s	m <sup>3</sup> /s	m	(%)	m/s
HFC001	3+077	2+483	0.50	0.50	595	0.50%	47.00	38.00	2200.00	1	12.9	3.04E-05	0.120	0.233	47%	1.035
HFC006	4+080	4+315	0.50	0.3	235	1.60%	48.50	42.83	2020.50	1	5.6	4.14E-05	0.086	0.121	40%	1.425
HFC007	4+438	4+330	0.50	0.5	110	0.85%	43.41	42.57	5580.00	1	13.2	3.02E-05	0.203	0.282	56%	1.438
HFC008	4+550	4+438	0.75	0.5	118	0.20%	43.63	43.41	4938.80	1	11.9	3.13E-05	0.183	0.301	60%	0.813
HFC009	4+710	4+550	1.35	0.35	160	0.20%	44.10	43.78	4166.00	1	9.6	3.39E-05	0.159	0.168	48%	0.704
HFC010	4+980	4+710	0.50	0.3	270	1.70%	49.20	44.20	2262.00	1	5.8	4.08E-05	0.095	0.126	42%	1.499

**Tabella 5.3: Verifica dei collettori per il drenaggio di piattaforma ferroviaria in trincea.**

DIMENSIONAMENTO COLLETTORI PIATTAFORMA FERROVIARIA IN TRINCEA													
Codice	Collettori		D (m)	L (m)	i (%)	Sup. Dren. (m <sup>2</sup> )	φ	tc	j	Q	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{D}$	v
	PK in	PK fine					medio	min.	m/s	m <sup>3</sup> /s	m	(%)	m/s
HCC015	3+207	3+077	0.315	130	0.60%	390.00	1.0	7.4	3.74E-05	0.018	0.092	31%	0.972
HCC016	3+207	3+077	0.315	130	0.60%	1000.00	1.0	6.8	3.85E-05	0.048	0.159	53%	1.270
HCC017	3+207	3+207	0.315	4	0.50%	1000.00	1.0	6.9	4.30E-05	0.048	0.168	56%	1.184
HCC018	3+323	3+207	0.315	116	0.20%	545.40	1.0	7.9	3.65E-05	0.024	0.142	47%	0.699
HCC019	3+323	3+207	0.315	16	0.60%	192.22	1.0	5.4	4.21E-05	0.008	0.058	19%	0.747
HCC026	4+010	4+080	0.315	70	2.50%	399.00	1.0	5.9	3.41E-05	0.019	0.076	25%	1.386
HCC036	5+050	4+980	0.315	70	2.50%	399.00	1.0	5.9	3.41E-05	0.019	0.076	25%	1.386



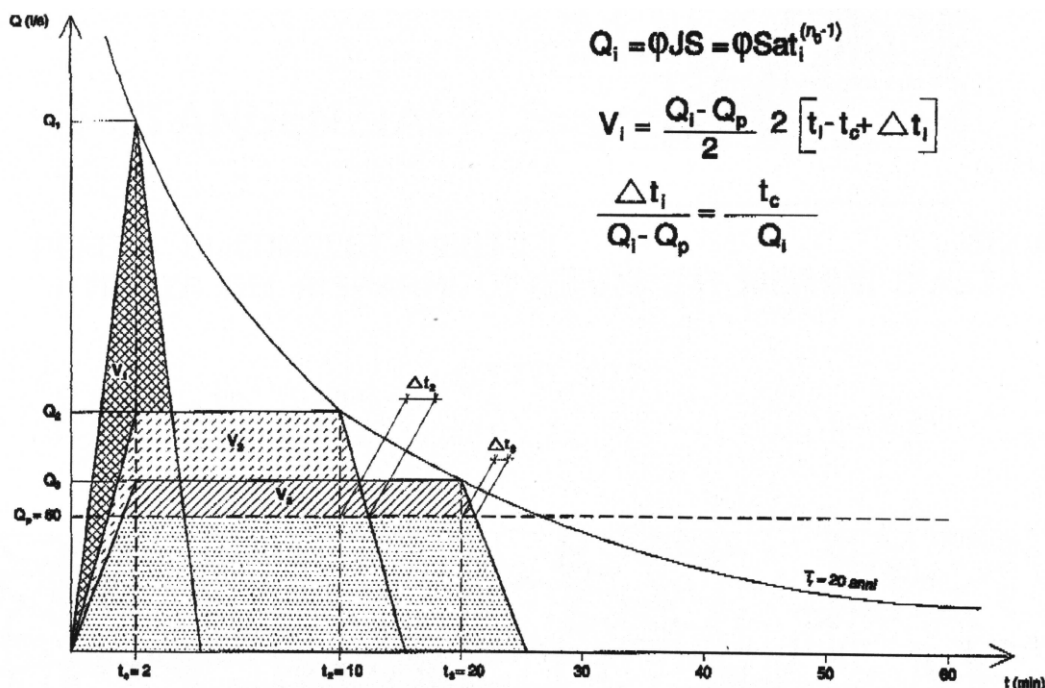


Figura 5.4: Volumi di afflusso e di pompaggio.

### 5.3 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO PER VASCHE DI AGGOTTAMENTO

Dato il profilo altimetrico delle tratte ferroviarie oggetto d'interramento, lo smaltimento delle acque di piattaforma è inevitabilmente eseguito tramite sollevamento meccanico delle acque reflue con recapito nella rete urbana di drenaggio superficiale.

Gli impianti di sollevamento previsto sono 2, in corrispondenza dei due minimi altimetrici delle due tratte ferroviarie interrate:

- per la T1 la vasca è situata alla PK 2+480, immediatamente a valle del minimo altimetrico raggiunto in corrispondenza della galleria a foro cieco sotto al cavalcavia di via Bentivogli, all'interno delle opere di predisposizione della fermata di via Libia;
- per la T2 la vasca è situata alla PK 4+320, in corrispondenza del minimo altimetrico raggiunto immediatamente dopo l'impalcato della nuova viabilità di progetto di via Cellini.

In entrambi i casi si prevede l'utilizzo di due pompe più una di riserva, dimensionate in base alla portata laminata da recapitare nella rete urbana. Le dimensioni trasversali e l'altezza dei vani pompe devono conto delle esigenze strutturali e del tipo di esercizio idraulico che s'intende adottare. Il volume della vasca di pompaggio è dimensionato in base agli afflussi meteorici in ingresso, così da garantire l'invaso necessario alla laminazione delle portate di picco con tempo di ritorno pari a 100 anni.

Il calcolo dei volumi d'esercizio e la scelta delle pompe seguono alcune utili schematizzazioni delle infinite combinazioni possibili di afflusso, accumulo e scarico, variabili istantaneamente per tutta la durata dell'evento meteorico. Ammettendo la distribuzione uniforme e costante della pioggia di durata  $t$  si potrà assumere che, raggiunto e superato il tempo di corrivazione  $t_c$ , tutto

il bacino tributario partecipi alla portata  $Q$  fino al termine della precipitazione, oltre il quale avviene il graduale esaurimento nell'intervallo temporale  $t_c$ .

Nel caso specifico i tempi di corrivazione adottati nel dimensionamento sono stati definiti sulla base delle reti afferenti le vasche: per la T1 il tempo di corrivazione corrisponde a quello relativo la canaletta HFC001, per la T2 il tempo di corrivazione corrisponde a quello relativo la canaletta HFC007.

Con riferimento alla Figura 5.4, ammettendo un valore costante della portata evacuata  $Q_p$  si possono determinare i volumi da accumulare nella vasca di pompaggio in funzione della durata della precipitazione e del tempo di corrivazione  $t_c$ ; si calcolano infatti per ciascuna durata di pioggia le differenze fra i volumi di afflusso  $V_a$  e di pompaggio  $V_p$  secondo la relazione:

$$V_i = (Q_i - Q_p) \cdot \left( t_i - t_c \cdot \frac{Q_p}{Q_i} \right) \quad (9)$$

fra le quali si individua il massimo volume d'accumulo richiesto.

### 5.3.1 Impianto di sollevamento tratta T1

Nel caso specifico della vasca di aggotamento della tratta T1, ai fini del calcolo del massimo volume d'invaso richiesto, riportato in

Tabella 5.4, è stato considerato un tempo di corrivazione di 12.9 minuti, un evento di frequenza probabile di 100 anni, l'area servita  $S = 4300 \text{ m}^2$ , il coefficiente di deflusso  $\varphi = 1$  e la portata media evacuata  $Q_p = 20 \text{ l/s}$ .

**Tabella 5.4: Dimensionamento vasca di aggotamento di fermata Libia con  $T_r=100$  anni**

DIMENSIONAMENTO VASCA VIA LIBIA						
Durata t (min)	5	10	30	60	90	120
J (l/(s·m <sup>2</sup> ))	0.040	0.031	0.020	0.016	0.011	0.009
$Q_{\max}$ (l/s)	173.3	133.2	87.7	67.4	48.6	39.6
$V_i$ (m <sup>3</sup> )	32.3	54.8	110.0	159.8	145.3	133.6

Nell'esercizio ordinario, affidato a due pompe da 10 l/s ciascuna, il volume utile richiesto per la vasca di pompaggio è dell'ordine di  $160 \text{ m}^3$ . Assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 1,3 si dovrà garantire per la vasca di pompaggio un volume di  $220 \text{ m}^3$ . Tale volume risulta idoneo all'ottemperanza di quanto prescritto dalla Regione Emilia Romagna, che richiede di garantire  $500 \text{ m}^3/\text{ha}$  per la laminazione, ovvero:

$$V = 220 \text{ m}^3 > 215 \text{ m}^3 = 500 \text{ m}^3/\text{ha} \cdot 0.43 \text{ ha} \quad (10)$$

Si rimarca che la massima portata in uscita  $Q_p = 20 \text{ l/s}$  è relativa ad eventi di precipitazione con tempo di ritorno pari a 100 anni ed è stata scelta in ottemperanza alla prescrizione di CdS fornita da HERA S.p.A. e dal Comune di Bologna per il massimo sovraccarico della rete esistente, recapitante nel collettore fognario misto di via Libia. Per maggiori dettagli riguardo al dimensionamento impiantistico del sollevamento meccanico si rimanda agli appositi elaborati presentati nel capitolo 9 dell'elenco elaborati.

### 5.3.2 Impianto di sollevamento tratta T2

Nel caso specifico della vasca di aggotamento della tratta T2, ai fini del calcolo del massimo volume d'invaso richiesto, riportato in Tabella 5.5, è stato considerato un tempo di corrivazione di 13.2 minuti, un evento di frequenza probabile di 100 anni, l'area servita  $S = 9000 \text{ m}^2$ , il coefficiente di deflusso  $\varphi = 1$  e la portata media evacuata  $Q_p = 20 \text{ l/s}$ .

**Tabella 5.5: Dimensionamento vasca di aggotamento in via Cellini con  $T_r=100$  anni**

DIMENSIONAMENTO VASCA VIA CELLINI								
Durata t (min)	5	10	30	60	90	120	180	240
J (m/min)	0.040	0.031	0.020	0.016	0.011	0.009	0.007	0.006
Qmax (l/s)	354.8	272.6	179.6	138.0	99.5	81.1	60.8	49.6
$V_i \text{ (m}^3\text{)}$	85.5	136.9	273.2	411.2	416.4	427.9	430.0	416.3

Nell'esercizio ordinario, affidato a due pompe da 10 l/s ciascuna, il volume utile richiesto per la vasca di pompaggio è dell'ordine di  $430 \text{ m}^3$ . Assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 1,3 si dovrà garantire per la vasca di pompaggio un volume di almeno  $560 \text{ m}^3$ . Tale volume risulta idoneo all'ottemperanza di quanto prescritto dalla Regione Emilia Romagna, che richiede di garantire  $500 \text{ m}^3/\text{ha}$  per la laminazione, ovvero:

$$V = 560 \text{ m}^3 > 450 \text{ m}^3 = 500 \text{ m}^3/\text{ha} \cdot 0.9 \text{ ha} \quad (11)$$

Si rimarca che la massima portata in uscita  $Q_p = 20 \text{ l/s}$  è relativa ad eventi di precipitazione con tempo di ritorno pari a 100 anni ed è stata scelta in ottemperanza alla prescrizione di CdS fornita da HERA S.p.A. e dal Comune di Bologna per il massimo sovraccarico della rete esistente, recapitante nel collettore fognario di tipo Vigentino di via Scandellara. Per il recapito nella rete fognaria esistente è stato previsto un collettore in PEAD DN315, con pendenza minima dello 0.2%. Con tali caratteristiche, per la massima portata pari a  $20 \text{ l/s}$ , dall'inversione dell'Eq. (5) risulta  $h_0 = 0.134 \text{ m}$ , corrispondente ad un riempimento massimo pari al 45% che soddisfa la verifica d'idoneità del collettore. Per maggiori dettagli riguardo al dimensionamento impiantistico del sollevamento meccanico si rimanda agli appositi elaborati presentati nel capitolo 9 dell'elenco elaborati.

## 5.4 DRENAGGIO DELLE FERMATE DI PROGETTO

Il drenaggio delle acque meteoriche ricadenti sulle pensiline di stazione e le banchine ferroviarie sono raccolte tramite pozzetti con caditoia sifonata 30x30 cm e collettori passanti in PEAD, introdotti nel corpo strutturale delle fermate di progetto. La tipologia di caditoia predisposta per la raccolta delle acque meteoriche ricadenti sulle banchine di fermata è rappresentata in Figura 5.5.

In particolare è stato previsto che, in presenza delle pensiline, il passo dei pozzetti coincidesse con quello dei pluviali, inglobati nel corpo modulare della pensilina stessa. In presenza delle scale di accesso alle fermate sono state previste delle canalette grigliate in testa e al piede delle scale stesse, tali canalette sono state poi allacciate alla linea di drenaggio della banchina.

Essendo le fermate di progetto tutte abbondantemente al di sotto del piano campagna, è stato scelto di recapitare le acque di fermata all'interno del sistema di drenaggio di linea della ferrovia, stimando opportunamente il contributo di tali aree nella definizione della massima portata convogliata nelle canalette di drenaggio ferroviario e nel calcolo necessario alla laminazione degli eventi meteorici più critici per la rete.

Per il dimensionamento degli interassi delle caditoie è stata confrontata la portata che defluisce a battente con quella meteorica ricadente su un tratto unitario di banchina. Quest'ultima è facilmente ricavabile dall'Eq. (2), andando ad esplicitare il calcolo dell'area afferente come composta dalla larghezza della banchina ferroviaria  $B$ , che nel caso più gravoso è pari a  $4.0\text{ m}$ , e dall'interasse  $L$  oggetto di calcolo. Assumendo un tempo di accesso alla rete pari a  $5\text{ minuti}$ , facendo riferimento ad un  $T_r = 100\text{ anni}$  l'intensità di pioggia massima risulta circa pari a  $j = 2.6\text{ mm/minuto}$ . Sostituendo questi dati nell'Eq. (2), assumendo un coefficiente di deflusso unitario, si ottiene:

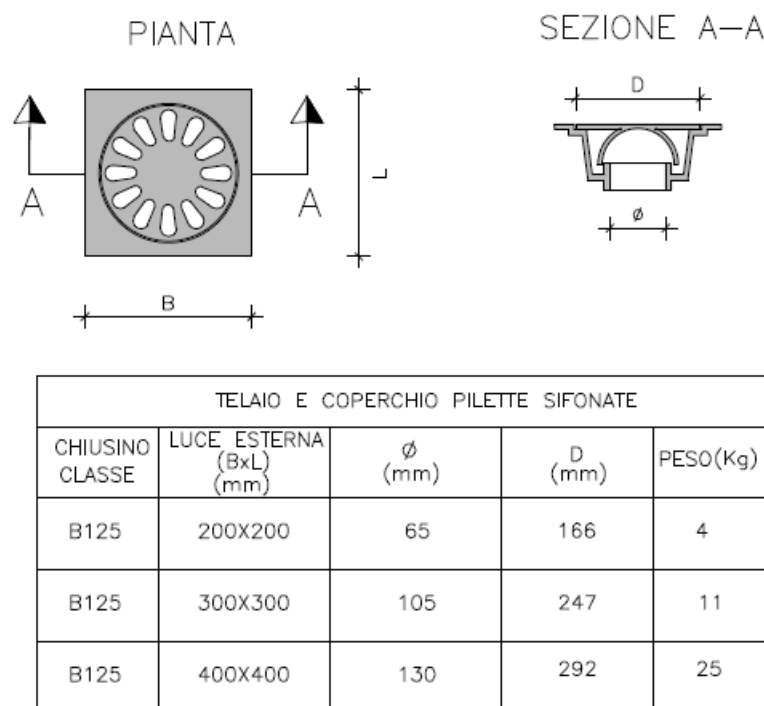


Figura 5.5: Caditoia sifonata per il drenaggio delle banchine di fermata



$$\frac{Q}{L} = 0.17 \left[ \frac{l}{s \cdot m} \right] \quad (12)$$

Data l'area netta delle asole della caditoia pari a  $0.0156 \text{ m}^2$ , con un funzionamento a battente con sopra un velo liquido massimo di  $3 \text{ mm}$ , la massima portata raccolta dalla singola caditoia risulta:

$$Q = C_c \cdot 0.0156 \cdot \sqrt{2g \cdot 0.003} \cdot 1000 = 2.27 \text{ l/s} \quad (13)$$

Sostituendo l'Eq. (12) nella (13)(6) e considerando  $C_c = 0.6$ , si ottiene che l'interasse massimo ammissibile è pari a:

$$L = \frac{2.27}{0.17} = 13.14 \text{ m} \quad (14)$$

A favore di sicurezza, nei tratti di banchina al di fuori della galleria artificiale, l'interasse massimo adottato per la posa delle caditoie è stato assunto pari a  $10 \text{ m}$ .

## 6 DRENAGGIO SUPERFICIALE

Lo schema di drenaggio si differenzia per i tratti riguardanti:

- le opere di ripristino al di sopra della galleria di progetto che prevedono la realizzazione di un nuovo percorso ciclopedonale;
- l'adeguamento della rete di drenaggio della viabilità urbana per quanto riguarda le viabilità interferite e per la realizzazione di nuovi cavalcaferrovia (via Rimesse e via Larga);
- l'intercettazione superficiale delle acque scolanti le aree adiacenti alla ferrovia di progetto, nei casi in cui la ferrovia si trovi in trincea aperta.

### 6.1 DRENAGGIO DEL NUOVO PERCORSO CICLOPEDONALE

Nel tratto in cui si opera l'interramento della ferrovia esistente tramite galleria artificiale, il ripristino dell'attuale sedime ferroviario prevede la realizzazione di un nuovo percorso ciclo pedonale. Per salvaguardare la capacità filtrante dello stato di fatto, che consta di un tratto di ferrovia su uno strato di terreno permeabile, in ottemperanza a quanto richiesto in sede di conferenza dei servizi, si prevede la realizzazione di una trincea drenante in grado di raccogliere le acque scolanti sulle nuove superfici impermeabilizzate e di disperderle nel suolo.

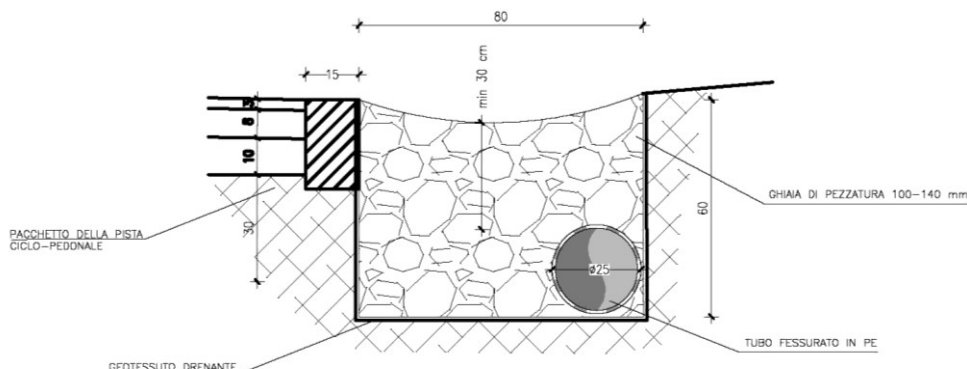
Il dimensionamento della trincea drenante è stato effettuato in modo tale che il volume al suo interno sia in grado di immagazzinare il massimo volume invasato dal sistema filtrante, che riceve l'acqua meteorica superficiale corrispondente ad una precipitazione caratterizzata da un tempo di ritorno pari a 25 anni.

La dispersione nel terreno delle portate convogliate in un canale disperdente può essere espressa in forma adimensionale nel seguente modo:

$$\frac{q}{k \cdot H} = \frac{b}{H} + C \quad (15)$$

essendo:

- $q$  la portata dispersa;
- $k$  il coefficiente di permeabilità;
- $H$  il tirante d'acqua;
- $b$  la larghezza dello specchio liquido;
- $C$  un coefficiente funzione della pendenza della scarpata e del rapporto  $b/H$  che misura il contributo della formazione della portata dovuta all'infiltrazione sulle sponde



**Figura 6.1: Particolare della trincea per il drenaggio della pista ciclopeditonale.**

La distribuzione dei valori di  $C$ , dipende della pendenza della scarpata ed è stata ottenuta numericamente da V. V. Vedernikov nel 1934.

Il valore del coefficiente di permeabilità considerato nella verifica è di  $10^{-4} \text{ m/s}$ . Questo valore è compatibile a una perdita di capacità drenante del fondo di un ordine di grandezza rispetto al valore misurato nei rilievi geotecnici, per lo strato superficiale, pari a  $10^{-3} \text{ m/s}$ .

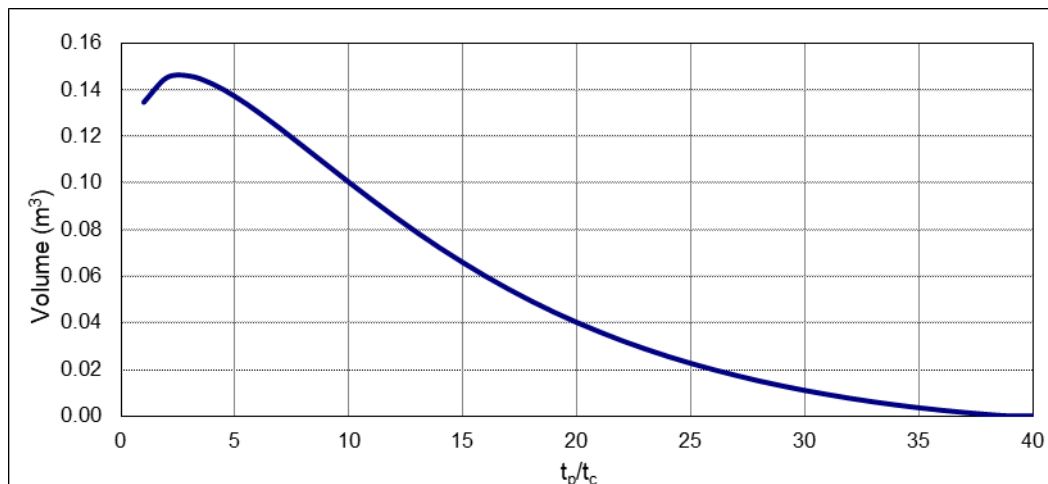
L'analisi dell'infiltrazione è stata realizzata ipotizzando un ietogramma di progetto rettangolare (con intensità di pioggia costante per l'intera durata dell'evento meteorico) in grado di generare un'onda di piena di forma triangolare o trapezoidale, in funzione del rapporto tra tempo di pioggia e tempo di corrivazione ( $t_p/t_c$ ), simile a quella rappresentata in Figura 5.4.

Assunto un tempo di corrivazione pari a 5 minuti, per individuare il massimo volume risultante all'interno della trincea, sono stati considerati eventi meteorici di diverse durate con frequenza di ritorno pari a 25 anni, confrontando istante per istante il volume d'acqua in arrivo e la capacità di dispersione della trincea rappresentata in Figura 6.1.

In Figura 6.2 e Tabella 6.1 si riporta il volume immagazzinato nella trincea per metro lineare al variare della durata di pioggia così da poter individuare l'evento critico rispetto alla condizione più sfavorevole delle aree superficiali drenate. In particolare, è stato verificato che la trincea di Figura 6.1 sia in grado di immagazzinare il massimo volume calcolato, corrispondente a quello realizzato per  $\frac{t_p}{t_c} = 3$  e pari a  $0.146 \text{ m}^3/\text{m}$ .

**Tabella 6.1: Volumi di accumulo nella trincea drenante parametrica.**

$t_p/t_c$	$t_p \text{ (ore)}$	$h_{tot} \text{ (mm)}$	$i \text{ (mm/ora)}$	Volume ( $\text{m}^3/\text{m}$ )
1	0.08	21.3	255	0.135
3	0.25	29.2	117	0.146
6	0.50	35.7	71	0.131
12	1.00	43.7	44	0.086
18	1.50	49.1	33	0.049
24	2.00	53.4	27	0.026
36	3.00	60.1	20	0.002



**Figura 6.2: Evoluzione nel tempo del volume invasato nella trincea di Figura 6.1**

Assumendo un indice dei vuoti per le ghiaie pari allo 0.33 e l'inserimento di un collettore microforato in PEAD DN250, il volume d'invaso nella trincea di progetto risulta quindi pari a  $0.19 \text{ m}^3/\text{m}$ , tale per cui il sistema filtrante è in grado di drenare l'evento meteorico di riferimento con un margine di sicurezza pari a:

$$\frac{0.19}{0.146} = 1.3 \quad (16)$$

Come tutti i sistemi filtranti, sarà necessario prevedere una manutenzione costante, consistente nella rimozione dei depositi superficiali e in un periodico rifacimento del fondo filtrante in ghiaia.

## 6.2 DRENAGGIO DELLE VIABILITÀ INTERFERITE

L'interramento ferroviario delle tratte Zanolini-Rimesse e S. Rita-Via Larga risulta interferente con le seguenti viabilità della viabilità del comune di Bologna:

- Via Paolo Fabbri;
- Via Bentivogli;
- Via Libia;
- Via Rimesse;
- Via Cellini;
- Via Larga.

Di queste, escluso il nodo di via Bentivogli che vede il consolidamento del cavalcaferrovia esistente, si prevede la soppressione dei P.L. ed il ripristino delle viabilità a raso (Fabbri, Libia e Cellini) o con nuovi cavalcaferrovia (Rimesse e Larga).

La risoluzione delle interferenze con le fognature miste esistenti lungo le viabilità interferite è stata trattata approfonditamente nel Capitolo 7 del fascicolo di elaborati prodotti nell'ambito di questo progetto cui si rimanda.



Per la tratta T1, in corrispondenza dei sovrappassi a raso, si prevede il ripristino della fognatura esistente al di sopra delle strutture della galleria a foro cieco, perciò l'adeguamento della rete di drenaggio della viabilità urbana richiede il solo ripristino delle caditoie di captazione delle acque di piattaforma stradale e l'apposito allaccio alla fognatura nella nuova configurazione. Il ripristino delle caditoie è stato effettuato ricreando la configurazione del drenaggio esistente (di cui non si riscontrano inefficienze), intensificando localmente la densità di caditoie per rispettare il criterio di avere almeno una caditoia ogni 150 m<sup>2</sup> di superficie drenata.

In modo analogo si è intervenuti anche per l'adeguamento del sistema di drenaggio esistente lungo via Scandellara, ovvero la viabilità che mette in comunicazione via Cellini e via Larga. Anche in questo caso la rete esistente non manifesta criticità, pertanto si è provveduto al ripristino delle caditoie lungo il nuovo perimetro del marciapiede ciclopedonale e alla posa di alcune caditoie aggiuntive nei pressi di via Cellini, sul lato sud della carreggiata di via Scandellara.

Nuove linee di fognatura bianca per il drenaggio superficiali si sono rese necessarie in corrispondenza del nuovo piazzale ricreato in corrispondenza della nuova fermata di via Libia (che comprende anche il ripristino della linea fognaria in via Scipione dal Ferro) e per il drenaggio dei cavalcavia di via Rimesse e di via Larga. Tali linee di fognatura bianca, ricadendo su aree esistenti già impermeabilizzate non necessitano di particolari accorgimenti. Il dimensionamento delle tubazioni necessarie ad assicurare il convogliamento delle acque superficiali è riportato in Tabella 6.2 ed è stato effettuato secondo i criteri esposti nel paragrafo 4.2.

**Tabella 6.2: Verifica dell'adeguamento del drenaggio delle viabilità superficiali interferite.**

DRENAGGIO VIABILITA' SUPERFIALE													
Codice	Caratteristiche Geometriche					Sup. Dren. (m <sup>2</sup> )	φ medio	tc %	j m/s	Q m <sup>3</sup> /s	h0 m	$\frac{h_0}{D}$ %	v m/s
	D (m)	L (m)	i (%)	z <sub>i</sub>	z <sub>f</sub>								
HCC003	0.4	14	0.2%	48.60	48.57	572	1.0	5.00	3.67E-05	0.021	0.136	34%	0.561
HCC004	0.5	25	0.2%	48.47	48.42	525	1.0	5.57	3.5E-05	0.059	0.216	43%	0.733
HCC005	0.5	25	0.2%	48.42	48.37	580	1.0	6.10	3.37E-05	0.079	0.254	51%	0.788
HCC006	0.5	6	0.2%	48.37	48.36	100	1.0	6.27	3.33E-05	0.082	0.260	52%	0.796
HCC007	0.5	25	0.2%	48.70	48.65	372	1.0	5.00	3.67E-05	0.034	0.159	32%	0.628
HCC008	0.5	25	0.2%	48.65	48.60	304	1.0	5.61	3.49E-05	0.044	0.184	37%	0.678
HCC009	0.5	25	0.2%	48.60	48.55	308	1.0	6.20	3.34E-05	0.055	0.206	41%	0.716
HCC010	0.5	22	0.2%	48.55	48.51	220	1.0	6.69	3.24E-05	0.062	0.220	44%	0.740
HCC011	0.4	14	0.2%	48.60	48.57	191	1.0	5.00	3.67E-05	0.007	0.083	21%	0.423
HCC012	0.4	25	0.2%	48.57	48.52	175	1.0	5.85	3.43E-05	0.013	0.106	27%	0.489
HCC013	0.4	25	0.2%	48.52	48.47	193	1.0	6.61	3.25E-05	0.019	0.130	33%	0.547
HCC014	0.4	8	0.2%	48.47	48.46	33	1.0	6.85	3.2E-05	0.020	0.134	33%	0.555
HCC020	0.315	80	2.0%	53.50	50.00	710	1.0	5.81	3.44E-05	0.024	0.079	26%	1.639
HCC021	0.315	68	2.0%	53.00	50.00	617	1.0	5.72	3.46E-05	0.021	0.074	25%	1.579
HCC022	0.315	60	0.5%	53.00	50.50	377	1.0	6.21	3.34E-05	0.013	0.081	27%	0.827
HCC023	0.315	60	0.5%	53.00	49.50	413	1.0	6.18	3.35E-05	0.014	0.085	28%	0.849
HCC024	0.315	40	3.0%	54.05	52.30	350	1.0	5.43	3.54E-05	0.012	0.051	17%	1.555
HCC025	0.315	35	3.0%	54.05	52.30	237	1.0	5.42	3.54E-05	0.008	0.043	14%	1.384

DRENAGGIO VIABILITA' SUPERFIALE													
Codice	Caratteristiche Geometriche					Sup. Dren. (m <sup>2</sup> )	$\phi$ medio	tc %	j m/s	Q m <sup>3</sup> /s	h0 m	$\frac{h_0}{D}$ %	v m/s
	D (m)	L (m)	i (%)	z <sub>i</sub>	z <sub>f</sub>								
HCC027	0.25	4	0.2%	49.35	49.34	260	1.0	5.27	3.59E-05	0.009	0.096	40%	0.555
HCC028	0.315	58	1.3%	51.50	49.80	604	1.0	5.72	3.46E-05	0.021	0.082	27%	1.344
HCC029	0.3	62	1.3%	51.13	49.80	798	1.0	5.71	3.46E-05	0.028	0.095	32%	1.456
HCC030	0.4	16	0.5%	49.80	49.62	1402	1.0	5.22	3.6E-05	0.050	0.149	37%	1.194
HCC031	0.315	29	2.0%	51.70	51.12	257	1.0	5.39	3.55E-05	0.009	0.049	16%	1.233
HCC032	0.315	26	2.0%	51.00	50.20	462	1.0	5.30	3.58E-05	0.017	0.066	22%	1.466
HCC033	0.315	20	4.2%	51.40	50.56	604	1.0	5.16	3.62E-05	0.022	0.063	21%	2.035
HCC034	0.4	16	0.5%	50.20	50.02	1066	1.0	5.14	3.63E-05	0.039	0.130	32%	1.109
HCC035	0.25	12	0.2%	49.05	49.03	390	1.0	5.24	3.59E-05	0.014	0.120	50%	0.618

### 6.3 CANALETTE DI GUARDIA DELLE SEZIONI FERROVIARIE IN TRINCEA CONFINATA TRA DIAFRAMMI

Nel precedente progetto definitivo, il drenaggio delle aree limitrofe non era stato preso in considerazione così come non era stata prevista una fascia d'esproprio destinata ai fossi di guardia. Per limitare allo stretto necessario eventuali ampliamenti del piano degli espropri, è stato scelto, nei tratti in cui la ferrovia di progetto è prevista in trincea confinata da muri e/o diaframmi e ci si trovi in presenza di aree esterni afferenti all'attuale sedime ferroviario, di rimpiazzare i classici fossi di guardia inerbiti con più compatte canalette in calcestruzzo prefabbricate della tipologia di quanto illustrato in .Figura 6.3.

Trovandosi in contesto urbano, è stato riscontrato un solo tratto in cui la presenza di aree ester-

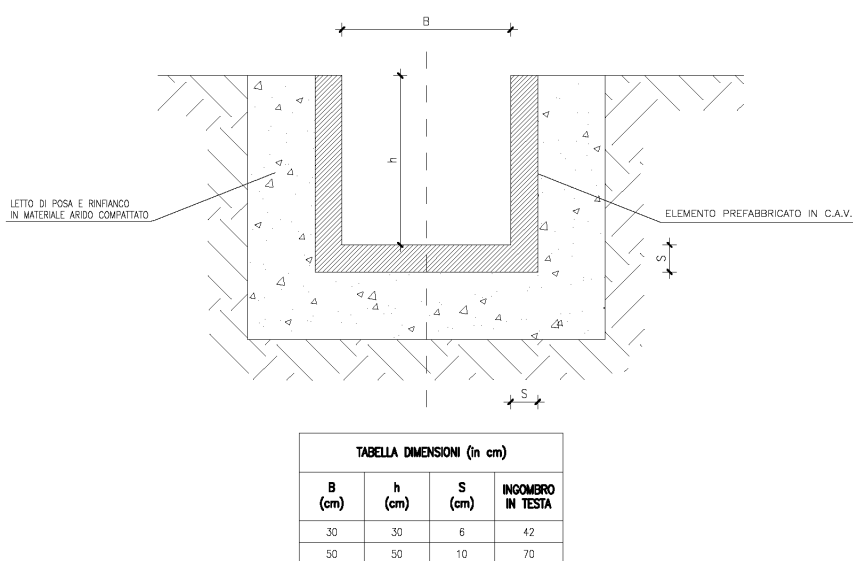


Figura 6.3: Sezione tipologica delle canalette prefabbricate in cls per drenaggio superficiale.

ne afferenti alla ferrovia impone la posa delle canalette di guardia risulta necessario, ovvero lungo i diaframmi di contenimento della trincea ferroviaria compresi tra la fine della nuova galleria di progetto e la nuova fermata di via Rimesse.

I criteri di dimensionamento di tali canalette sono esposti nel paragrafo 4.2, mentre in Tabella 6.3 sono riportati il dimensionamento e la verifica a moto permanente degli elementi progettati.

**Tabella 6.3: Dimensionamento e verifica delle canalette di guardia superficiali**

Codice	PK in	PK fine	Caratteristiche Geometriche						Sup. Dren. (m <sup>2</sup> )	φ medio	tc min.	J m/s	Q m <sup>3</sup> /s	h <sub>0</sub> m	$\frac{h_0}{h}$ (%)	v m/s
			B (m)	h (m)	L (m)	i <sub>min</sub> (%)	Z <sub>i</sub>	Z <sub>f</sub>								
HFC002	2+802	2+955	0.50	0.50	140.00	0.15%	49.50	49.30	4600	0.2	10.6	3.27E-05	0.030	0.137	27%	0.440
HFC003	2+971	2+955	0.50	0.50	15.00	0.65%	49.70	49.60	150	0.2	6.1	4.02E-05	0.001	0.012	2%	0.244
HFC004	2+902	2+816	0.50	0.50	88.00	0.29%	49.70	49.45	1700	0.3	8.0	3.63E-05	0.018	0.076	15%	0.482
HFC005	3+070	2+960	0.50	0.50	107.00	0.19%	50.20	50.00	1650	0.3	9.3	3.43E-05	0.017	0.084	17%	0.411

**Tabella 6.4: Verifica dei tombini di scarico delle canalette di guardia**

DIMENSIONAMENTO TOMBINI DI SCARICO CANALETTE							
CODICE	D (m)	L (m)	i (%)	Q	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{D}$	v
				m <sup>3</sup> /s	m	%	m/s
HTC001	0.400	8	0.63%	0.018	0.093	23%	0.803
HTC002	0.400	12	0.42%	0.031	0.136	34%	0.809
HTC003	0.400	2	0.63%	0.017	0.093	23%	0.799

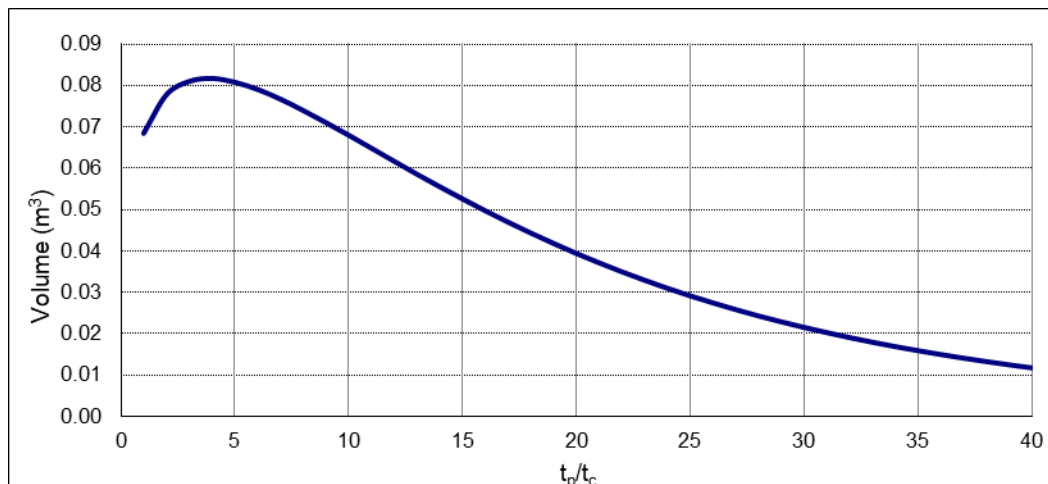
## 6.4 DRENAGGIO DELLE SCARPATE DELLA TRINCEA APERTA

Per limitare le aree afferenti al tracciato ferroviario, nei tratti in cui la ferrovia di progetto in trincea aperta si raccorda al sedime esistente, è stato scelto d'intercettare le acque meteoriche che corrono lungo le scarpate della trincea, tramite trincee disperdenti.

In modo del tutto analogo a quanto descritto nel paragrafo 6.1 le trincee drenanti sono state dimensionate in modo tale che il volume interno sia in grado di immagazzinare il massimo volume invasato dal sistema filtrante, che riceve l'acqua meteorica superficiale corrispondente ad una precipitazione caratterizzata, in questo caso, da un tempo di ritorno pari a 100 anni.

Assunto un tempo di corrivazione pari a 5 minuti, per individuare il massimo volume risultante all'interno della trincea, sono stati considerati eventi meteorici di diverse durate, confrontando istante per istante il volume d'acqua in arrivo e la capacità di dispersione della trincea supposta di sezione rettangolare ( $b = 0.6 \text{ m} \times h = 0.5 \text{ m}$ ).

In Figura 6.4 e Tabella 6.5 si riporta il volume immagazzinato nella trincea per metro lineare al variare della durata di pioggia così da poter individuare l'evento critico rispetto alla condizione più sfavorevole delle aree superficiali drenate. In particolare, è stato verificato che la trincea sia in grado di immagazzinare il massimo volume calcolato, corrispondente a quello realizzato per  $\frac{t_p}{t_c} = 4$  e pari a  $0.082 \text{ m}^3/\text{m}$ .



**Figura 6.4: Evoluzione nel tempo del volume invasato nella trincea al piede della scarpata di trincea ferroviaria aperta**

**Tabella 6.5: Volume di accumulo nella trincea drenante parametrica.**

$t_p/t_c$	$t_p$ (ore)	$h_{tot}$ (mm)	$i$ (mm/ora)	Volume ( $m^3/m$ )
1	0.033	20.2	607	0.068
4	0.133	30.2	227	0.082
8	0.267	37.0	139	0.074
16	0.533	45.2	85	0.050
24	0.800	50.9	64	0.031
36	1.200	57.2	48	0.015

Assumendo un indice dei vuoti per le ghiaie pari allo 0.33, il volume d'invaso nella trincea di progetto risulta quindi pari a  $0.1 m^3/m$ , tale per cui il sistema filtrante è in grado di drenare l'evento meteorico di riferimento con un margine di sicurezza pari a:

$$\frac{0.1}{0.082} = 1.2 \quad (17)$$

Come tutti i sistemi filtranti, sarà necessario prevedere una manutenzione costante, consistente nella rimozione dei depositi superficiali e in un periodico rifacimento del fondo filtrante in ghiaia.